

行政院國家科學委員會專題研究計畫 成果報告

子計畫：含削切式消能鋼板之預力鋼梁與鋼筋混凝土內柱接 合之耐震試驗研究(I)

計畫類別：整合型計畫

計畫編號：NSC93-2625-Z-009-003-

執行期間：93年08月01日至94年07月31日

執行單位：國立交通大學土木工程學系(所)

計畫主持人：周中哲

計畫參與人員：陳俊翰

報告類型：完整報告

報告附件：出席國際會議研究心得報告及發表論文

處理方式：本計畫可公開查詢

中 華 民 國 94 年 6 月 1 日

行政院國家科學委員會補助專題研究計畫 成果報告
 期中進度報告

預力建築結構性能研究-子計畫：

含削切式消能鋼板之預力鋼梁與鋼筋混凝土內柱接合之耐震試驗研究(I)

計畫類別： 個別型計畫 整合型計畫

計畫編號：NSC 93-2625-Z-009-003-

執行期間：93年8月1日至94年7月31日

計畫主持人：周中哲

共同主持人：

計畫參與人員：陳俊翰

成果報告類型(依經費核定清單規定繳交)： 精簡報告 完整報告

本成果報告包括以下應繳交之附件：

赴國外出差或研習心得報告一份

赴大陸地區出差或研習心得報告一份

出席國際學術會議心得報告及發表之論文各一份

國際合作研究計畫國外研究報告書一份

處理方式：除產學合作研究計畫、提升產業技術及人才培育研究計畫、列管計畫及下列情形者外，得立即公開查詢

涉及專利或其他智慧財產權， 一年 二年後可公開查詢

執行單位：國立交通大學土木工程學系

中華民國 94 年 5 月 31 日

中文摘要

近年來相關研究證實預力預鑄鋼筋混凝土房屋結構抗震能力不亞於傳統的鋼筋混凝土結構，然而有關鋼梁與柱預力接合的研究卻相當有限。本計畫研究對象為預力鋼梁與鋼筋混凝土內柱接合之 RCS 構造系統之耐震試驗研究。此研究主要是為了避免鋼筋混凝土柱與鋼梁接合所造成施工的複雜性，及鋼梁在大變形後挫屈所導致強度遞減的情形。根據相關文獻及本計畫主持人所進行的試驗(預力鋼梁與 CFT 柱)研究發現，此種接合有著極佳的變形能力，但極低的遲滯消能能力，因此本研究目的為(1)探討錨碇於鋼筋混凝土柱中且以栓接的方式與梁翼板接合的削切鋼板消能行為，(2)預力的大小對鋼梁行為及變形能力之影響，及(3)鋼筋混凝土柱的梁柱接合區力學行為。本計畫共規劃五組預力梁柱接頭試體，經由反覆載重實驗驗證(1)接頭確具有自行復位的能力及(2)削切鋼板可有效地提供消能能力。

關鍵詞：鋼筋混凝土柱，鋼梁，鋼腱，削切鋼板，自行復位能力

英文摘要

Research conducted recently confirms that the seismic performance of post-tensioned precast concrete buildings and traditional reinforced concrete buildings is similar. However, research on the seismic behavior of steel beams post-tensioned to a column is limited. The project focuses on the experimental evaluation of the connections with steel beams post-tensioned to an interior reinforced concrete column using 7 wire, uncoated, Grade 270 strands. The goal is to improve the constructability between the traditional reinforced concrete column and steel beams, and to eliminate strength degradation due to buckling of the steel beam. Based on the limited research, the system has self-centering capability with little energy dissipation. Therefore, the objective of this research is to investigate (1) the energy dissipation capacity of the steel reduced flange plate which is embedded in the concrete column and bolted to the beam flange, (2) the behavior of the steel beams under different post-tensioning force, and (3) the connection behavior. The experimental program consists of five large-scale subassemblies. The test results show that the connection has self-centering capability and that the reduced flange plate can effectively increase energy dissipation of the connection.

Keywords: Interior RC Column, Steel Beam, Strands, Steel Reduced Flange Plate,
Self-centering Capability

1、前言

隨著經濟的快速發展，工程施工品質及效率要求提高的情況下，預鑄鋼筋混凝土結構系統在橋梁及房屋建築上有逐漸增加的趨勢。與傳統的鋼筋混凝土結構系統相比較，預鑄鋼筋混凝土結構系統有較短的施工週期及較低的施工成本，並且預鑄鋼筋混凝土構件可以在工廠製造，混凝土的品質可以有效的掌控。由於相關的研究相當有限，美國與日本合作專案-預鑄鋼筋混凝土結構系統的耐震行為研究於 1988 年正式成立，PRESSS (PREcast Seismic Structural System) 研究計畫則於 1990 年代由 NSF (National Science Foundation) 出資成立以研究預鑄鋼筋混凝土結構構件在房屋結構上的應用，主要的目的是在建立合理的耐震設計規範以供工程師使用。

在日本，預鑄鋼筋混凝土結構系統的規範已於數年前制定，其限定預鑄鋼筋混凝土建築物須低於 60 m，而且要求預鑄鋼筋混凝土結構的接頭耐震行為須類似於傳統的鋼筋混凝土結構接頭。因此預鑄的梁及柱桿件均需在工地現場紮筋組模並澆置梁柱接頭區混凝土的方式組裝（所稱濕式接頭）。在美國，研究的方向則偏重於以後拉預力鋼腱的方式，將預鑄的梁和柱桿件連接的接頭（所稱乾式接頭）。由於梁及柱桿件基本上是分離的，此種接頭導致於有別於濕式接頭的結構行為。雖然兩種接頭造成截然不同的結構行為，但乾式接頭變形能力與傳統鋼筋混凝土接頭相似，且有著極小的殘餘變形能力（即自行復位的能力），由於無須在現場澆置混凝土，節省了施工的週期及成本。

由於傳統鋼結構抗彎矩構架系統是利用鋼梁的變形消釋地震能量，變形之後鋼梁會產生腹板及翼版的挫屈甚至焊接接頭破壞，這種破壞後的鋼梁造成使用者修復工作的困難度增加，將預力預鑄鋼筋混凝土的技術應用在以鋼梁為主的抗震構架系統中，即可避免前述的破壞發生，且此系統在地震過後會亦具有自行復位的能力。目前國內外關於預力鋼梁接頭耐震行為的研究(Ricles et al. 2001, Christopoulos et al. 2002, Chou et al. 2004, 2005)非常有限，學者 Ricles et al. (2001)在美國里海大學首先提出將鋼梁與鋼柱採高拉力鋼腱接合，並在梁柱接合處裝置角鋼提供接頭消能能力，梁柱接頭試體的梁端最大變形均可達到層間側位移角 0.03 弧度，驗證：(1)預力鋼梁柱接頭系統亦具有大變形下回復到原點的能力及(2)梁柱接頭在梁與柱分離前與傳統焊接接頭有相同的勁度。學者 Christopoulos et al. (2002)於美國加州大學聖地牙哥分校從事的研究主要是將 H 型鋼柱與鋼梁以高拉力鋼棒接合，並在梁翼板內側加裝消能鋼棒，來提升預力梁柱接頭系統的消能能力。試驗結果提出：(1)預力接頭系統的行為模式可以消能裝置的雙線性彈塑性行為模式與鋼腱雙線性彈性行為模式疊加而成，並利用迭代演算的方式預測接頭的行為及(2)鋼棒可有效提供能量的消散，在變形持續加大時並不會造成鋼梁的破壞而產生殘留變形。

2、研究目的

學者周中哲與蔡克銓教授(Chou et al. 2004, 2005)在國家地震工程研究中心則將此技術應用在鋼梁與鋼管混凝土柱接合，圖 1.1 所示為此預力系統之構架示意圖，圖 1.2

為試體梁柱接頭細節，利用接頭區削切鋼板(RFP)來增加消能能力，發現預力鋼梁在大軸壓力與彎矩作用下(0.05 弧度層間側位移角)會挫屈破壞，造成預力損失及自行復位能力消失。本研究探討預力鋼梁與鋼筋混凝土柱接頭之耐震性能，主要目的為簡化鋼筋混凝土柱與鋼梁(RCS)接頭區施工的困難度(如圖 1.3 所示)，由於預力鋼梁並不需要貫穿鋼筋混凝土柱，可簡化接頭區施工的複雜性，並研究預力鋼梁與鋼筋混凝土柱接頭之自行復位行為。

3、 試體規劃

預力梁柱接頭之梁端彎矩 M 與梁柱介面旋轉角度 θ_g 的關係可以圖 2.1 所示的 7 步驟表示之，預力梁之抗彎能力由預力鋼腱(圖 2.1(a)所示)與削切鋼板(圖 2.1(b)所示)共同提供。在初始預力作用下，預力梁可承受彎矩至 M_d (如圖 2.1(c)所示)後才與柱面分離(步驟 1)，當承受之彎矩逐漸增大至步驟 2 受拉側的削切鋼板會降伏，所提供的彎矩稱為 M_y ，受壓側的削切鋼板會於步驟 3 時才降伏，在步驟 4 時卸載，削切鋼板會於步驟 5 及 6 再次降伏。

圖 2.2(a)為梁在初始預力作用下的自由體圖，由於削切鋼板在施加預力後才與鋼梁栓接，在此階段並無外力作用在此板上。鋼梁則會因初始預力作用，而在距柱面 L_R 的位置處縮短 Δ_{in} ：

$$\Delta_{in} = \int_0^{L_R} \frac{N_s T_{in}}{E_s \times A} dx \quad (2.1)$$

其中 N_s 為鋼腱股數(以圖 2.2 為例，在鋼梁的兩側各有兩股所以 $N_s = 4$)， E_s 為鋼梁彈性模數(= 200 GPa)， A 為包含梁與梁翼加勁板之斷面積沿梁縱向的變化。假設上部鋼腱所提供的初始預力 $T_{u,in}$ 與下部鋼腱所提供的初始預力 $T_{l,in}$ 相等均為 T_{in} 。

梁受剪力作用後會產生彈性變形，造成梁端一側的壓應變增加另一側減小，當梁端一側的壓應變為零時，梁翼即將與柱面分離，梁柱接頭自由體如圖 2.2(b)所示，軸壓力 C 及壓應變 ε_f 可經由下式計算：

$$C = \int_{x_c}^{d_t} E_s \left(2\varepsilon_f \frac{x}{d_t} \right) dA = N_s T_{in} \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_f = \frac{N_s T_{in}}{E_s A} \quad (2.3)$$

此時梁端彎矩 M_d (在本研究中以分離彎矩稱之)表示為：

$$\begin{aligned} M_d &= M_{ST} + M_{RFP} \\ &= \left[\int_{x_c}^{d_t} E_s \left(2\varepsilon_f \frac{x}{d_t} \right) x dA - 2T_{u,in} d_u - 2T_{l,in} d_l \right] + \left[C_R \left(d_t + \frac{t_R}{2} \right) + T_R \frac{t_R}{2} \right] \\ &= \left[\int_{x_c}^{d_t} E_s \left(2\varepsilon_f \frac{x^2}{d_t} \right) dA - 2T_{in} d_t \right] + [C_R (d_t + t_R)] \end{aligned} \quad (2.4)$$

其中 t_R 為削切鋼板的厚度， d_i 為梁與梁翼加勁板的總深度， d_u 為上方鋼腱至上梁翼加勁板外緣距離，而 d_l 為下方鋼腱至上梁翼加勁板外緣之距離。削切鋼板之拉力 T_R 與壓力 C_R 可由(2.1)式之 Δ_{in} 配合圖 2.3 求得。其中圖 2.3(a)所示為鋼材 A36 之標準應力與應變關係並以一双線性近似之，將圖 2.3(a)中的降伏應力 σ_y 及極限應力 σ_u 分別乘上削切鋼板在削切處的最小斷面積 A_R ，可以計算削切鋼板的降伏強度 P_y 及極限強度 P_u ：

$$P_y = \sigma_y \times A_R = \sigma_y \times t_R \times b_R \quad (2.5)$$

$$P_u = \sigma_u \times A_R = \sigma_u \times t_R \times b_R \quad (2.6)$$

其中 b_R 為最小斷面寬度。由於削切鋼板在削切處的斷面皆不同，因此在軸向拉力或壓力作用下，鋼板上各斷面處之軸向應力均不相同，其中圖 2.3(b)所示沿 x 方向上的鋼板寬度 $b(x)$ ：

$$b(x) = (2 \times R + b_R) - 2\sqrt{R^2 - x^2} \quad (2.7)$$

其中 R 為削切半徑， x 為距削切鋼板最小斷面之距離，各斷面應力 σ_R 如下式所示：

$$\sigma_R(x) = \frac{P}{b(x) \times t_R} \quad (2.8)$$

其中 P 為消能鋼板所承受的軸力。將(2.8)式所計算得之應力，依據圖 2.3(a)中双線性的鋼材應力與應變關係圖可得到削切鋼板各斷面之應變 $\varepsilon_R(x)$ ，積分後可得到削切鋼板在相對於軸力 P 作用下的變形 Δ ：

$$\Delta = \int \varepsilon_R(x) dx = \int \frac{\sigma_R(x)}{E_s} dx = \int \frac{P}{b(x) \times t_R \times E_s} dx \quad (2.9)$$

並藉由(2.1)式計算所得之 Δ_{in} 及圖 2.3(c)可求出相對應之力量 C_R 與 T_R 。

圖 2.2(c)為梁端的一側與柱面分離後之自由體示意圖，分離後梁端中性軸會隨著梁旋轉的角度 θ_g 而有所不同，為了分析此預力梁柱接頭彎矩與轉角關係，根據學者 Pampania et al. (2000)及 Christopoulos et al. (2002)提出的迭代式方法預測中性軸位置，其步驟如下：

(1) 假設某個固定旋轉角度下的梁端中性軸位置距梁翼加勁板的距離為 c

根據圖 2.2(c)當梁端一側與柱面分離後，鋼腱伸長造成力量增加為：

$$T_{ST} = N_s T_{in} + \Delta T = N_s T_{in} + \left[\frac{N(d_i/2 - c)\theta_g}{L_{ST}} \left(1 - \frac{N_s A_{ST}}{A_b} \right) \right] E_{ST} N_s A_{ST} \quad (2.10)$$

其中 N 為在平面構架內梁柱交會區梁的數量(即單梁時 $N = 1$ ，雙梁時 $N = 2$)， θ_g 為梁端以柱面為支點的旋轉角度， L_{ST} 為預力鋼腱的長度， A_{ST} 為鋼腱單股面積， A_b 為梁面積， E_{ST} 為鋼腱彈性模數(= 195 GPa)， c 為中性軸位置距受壓側最外緣距離，假設梁受壓最外側的應變 ε_{max} 為：

$$\varepsilon_{max} = c \left(\frac{\theta_g}{d_t} + \alpha \phi_d \right) = c \left(\frac{\theta_g}{d_t} + \frac{M}{M_d} \phi_d \right) \quad (2.11)$$

其中 ϕ_d 為相對於梁彎矩 M_d 時之曲率：

$$\phi_d = \frac{2\varepsilon_f}{d_t} \quad (2.12)$$

α 則為降伏曲率放大係數(= M/M_d)，梁受壓側之壓力 C 為：

$$C = \int_0^c \sigma_x dA = \int_0^c E_s \varepsilon_{max} \frac{x}{c} dA = \int_0^c E_s x \left(\frac{\theta_g}{d_t} + \alpha \phi_d \right) dA = \int_0^c E_s x \left(\frac{\theta_g}{d_t} + \frac{M}{M_d} \phi_d \right) dA \quad (2.13)$$

其中 σ_x 為梁受壓處之應力， x 為受壓側距中性軸距離。由於梁的旋轉角度 θ_g 會造成削切鋼板拉伸及壓縮，其變位計算方式如下：

$$\Delta_t = \Delta_{in} + \left(d_t + \frac{t_R}{2} - c \right) \theta_g \quad (2.14)$$

$$\Delta_c = \Delta_{in} + \left(\frac{t_R}{2} + c \right) \theta_g \quad (2.15)$$

其中 Δ_t 為削切鋼板總伸長量， Δ_c 為削切鋼板總壓縮量。利用圖 2.3(c)之力量-位移關係圖即可求得削切鋼板在梁的一側與柱面分離後所受之拉力 T_R 與壓力 C_R 。

(2) 利用軸向力平衡解中性軸位置 c

假設 $\alpha = 1$ ，則合壓力 C 、鋼腱拉力 T_{ST} 、削切鋼板拉力 T_R 及壓力 C_R 可分別利用(2.10)式、(2.13)式、(2.14)式及(2.15)式求得，利用軸向力平衡條件

$$C + C_R = T_{ST} + T_R \quad (2.16)$$

反覆迭代 c 直到滿足上式之平衡條件以求取 c 。

(3) 計算梁端彎矩及 α

由上一步驟所求得之力對中性軸位置取彎矩：

$$\begin{aligned} M &= T_{ST} \left(\frac{d_t}{2} - c \right) + T_R \left(d_t + \frac{t_R}{2} - c \right) + C_R \left(\frac{t_R}{2} + c \right) + C \times d_c \\ &= M_{ST} + M_{RFP} \end{aligned} \quad (2.17)$$

並利用梁端彎矩與分離彎矩 M_d 之比值求取 α 值。將所得 α 值代回 (2.11)式，重複步驟(1)到步驟(3)直到 α 趨於定值，求得在此旋轉角度 θ_g 下的各彎矩值。圖 2.1 中步驟 2、3 及 4 的彎矩皆可由上述的方法求之。

依據上述步驟可以分別得到削切鋼板、鋼梁與鋼腱所提供的彎矩，根據學者們的研究指出，其行為如圖 2.1 所示可由削切鋼板提供之彎矩 M_{RFP} 與鋼梁及鋼腱提供之彎矩 M_{ST} 疊加，且假設削切鋼板在行卸載作用時為一走動硬化行為，可得卸載作用下削切鋼板之行為如圖 2.1(b)所示，則與鋼梁及鋼腱所提供之彎矩結合可得梁柱接頭之彎矩與旋轉角之關係(如圖 2.1(c)所示)。本實驗計畫中五組試體之彎矩與旋轉角度關係則

依此方法計算之。為了研究接頭的行為，其中三組試體(試體 1，試體 3 及試體 4)的梁柱交會區包覆鋼板，並將削切鋼板直接焊於包覆鋼板上。另一組試體(試體 2 及試體 5)則於交會區內使用圍束箍筋。此外，梁翼加勁板長度，削切鋼板厚度及預力大小亦為此實驗計畫的研究參數。

4、 試體實驗結果

本計畫共五組試體，圖 3.1 為實驗測試構架，試驗過程中定義千斤頂向上推出為正，以西側千斤頂向上為正方向，千斤頂向下為負，千斤頂之側向位移除以梁長定義為層間側位移角 θ ，當達到每個新階段的側位移角下的最大位移時都將實驗暫停以進行實驗觀察及紀錄。四組完成實驗的試體梁端彎矩與側位移角 θ 的關係則示於圖 3.2，每組試體在 0.04 弧度層間側位移角下的彎矩皆大於 $0.9 M_{np}$ (M_{np} 為梁標稱彎矩強度)，在實驗完成後的殘餘變形也很小。相關各試體實驗現象描述如下：

試體 1

試體 1 的梁柱交會區採 10 mm 鋼板包覆，削切鋼板的厚度為 12 mm，在層間側位移角 $\theta = 0.005$ 弧度前，梁柱皆保持彈性，梁柱接合面亦無分離情形發生。受拉側的鋼筋混凝土柱面於層間側位移角 $\theta = 0.0075$ 弧度，因受到撓曲作用有細微的拉力裂縫於距梁上翼板 21 mm 處產生，寬度小於 0.1 mm。在層間側位移角 $\theta = 0.01$ 弧度時，靠近柱面之梁翼板內側產生降伏，但是並不明顯。混凝土柱上因撓曲作用而產生的拉力裂縫更加明顯，其寬度約 0.2 mm，裂縫長度也明顯增加，且在此時可明確觀察到位於受拉側的梁承壓板與柱面分離。在層間側位移角 $\theta = 0.02$ 弧度時，發現西側梁下翼板內側產生些許降伏，且削切鋼板在受到拉力作用下，於柱面兩端產生降伏。在層間側位移角 $\theta = 0.03$ 弧度時，東西側梁翼板內側於加勁板端部產生降伏(如圖 3.3 所示)。當層間側位移角達 0.04 弧度時，東側梁下翼板螺栓滑動，東西兩側梁翼加勁板外側梁上下翼板內側的降伏情形更顯著。在結束層間側位移角移達 0.04 弧度後，試體除梁產生降伏外並無發現其他破壞，因此重新再加載一次位移歷時，直到層間側位移角達 0.04 弧度時東梁上部削切型鋼板因受拉而產生斷裂(如圖 3.4 所示)。

試體 2

試體 2 的梁柱交會區內採用傳統箍筋，削切鋼板與鋼筋混凝土柱以螺栓接合(如圖 3.5 所示)。在層間側位移角 $\theta = 0.00375$ 弧度前，梁柱皆保持彈性，梁柱接合面亦無分離情形發生。在層間側位移角 $\theta = 0.005$ 弧度時，東西兩側梁於腹板加勁處之上下翼板外側降伏(如圖 3.6 所示)，降伏情形隨著側位移角增加而更加明顯。在層間側位移角 $\theta = 0.01$ 弧度時，混凝土柱因撓曲作用而於距梁翼板外側約 20 cm 產生拉力裂縫，寬度小於 0.1 mm。且在此時可明確觀察到位於受拉側的梁承壓板與柱面分離。實驗進行到層間側位移角 $\theta = 0.02$ 弧度時，產生聲響，但並未觀察到有螺栓滑動的情形。在層間側位移角 $\theta = 0.03$ 弧度時，東西兩側梁翼加勁板外側梁上下翼板均產生降伏，且觀察

到連接削切型鋼板與梁的螺栓開始滑動。在層間側位移角達 0.05 弧度時，東側梁上部與西側梁下部削切型鋼板因受壓而產生高模態的挫屈(如圖 3.7 所示)。東西兩側梁腹板也因承受撓曲壓力及預壓力雙重作用產生降伏，變形但並未挫屈(如圖 3.8 所示)，除此之外梁及柱並無明顯的破壞發生。

試體 3

試體 3 的梁柱交會區採用 6 mm 的鋼板包覆，削切鋼板的厚度為 8 mm，在層間側位移角 $\theta = 0.005$ 弧度時，受拉側的鋼筋混凝土柱面因受到撓曲作用，有細微的拉力裂縫於距梁上下翼板 28 mm 處產生，其寬度小於 0.1 mm。靠近柱面之梁翼板內側於層間側位移角 $\theta = 0.0075$ 弧度時產生些微降伏。在層間側位移角 $\theta = 0.01$ 弧度時，混凝土柱上因撓曲作用而產生的拉力裂縫寬度為 0.2 mm，裂縫長度也明顯增加，且在此時可明確觀察到位於受拉側的梁承壓板與柱面分離。在層間側位移角 $\theta = 0.02$ 弧度，發現削切鋼板在受到拉力作用下，於柱面兩端產生降伏，並可觀察到包覆梁柱交會區外的柱面鋼板與柱分離。在層間側位移角 $\theta = 0.03$ 弧度時，包覆梁柱接合區外的柱面鋼板因削切鋼板承受拉力而造成變形 8 mm，且削切鋼板近柱面兩側的降伏區域也更加明顯(如圖 3.9 所示)。當層間側位移角達 0.04 弧度時，東側梁接近柱面的削切鋼板端部因受壓而產生些微挫屈，但在反向加載時挫屈的鋼板會因受拉而平直。在層間側位移角達 0.04 弧度第二圈時，挫屈的幅度更大(如圖 3.10 所示)，西側梁下部削切鋼板產生高模態挫屈(如圖 3.11 所示)，此時亦可發現蓋板產生彎曲變形。在層間側位移轉角 0.05 弧度時，東側梁上部與西側梁下部削切型鋼板因受拉而斷裂，且受壓側之削切鋼板高模態挫屈形狀更顯著，蓋板產生明顯降伏。東側梁腹板也因承受撓曲壓力及預壓力產生降伏，將蓋板卸下可清楚觀察到削切鋼板於寬度最窄處斷裂(如圖 3.12 所示)，除此之外梁及柱並無明顯的破壞發生。

試體 4

試體 4 之梁柱交會區採 6 mm 的鋼板包覆，削切鋼板厚度為 8 mm，並在削切鋼板端部以加勁板加固(如圖 3.13 所示)。在層間側位移角 $\theta = 0.00375$ 弧度前，梁柱皆保持彈性，梁柱接合面亦無分離情形發生。在受拉側的混凝土柱面於層間側位移角 $\theta = 0.005$ 弧度時，受撓曲作用，有細微的拉力裂縫於距梁上翼板 42 cm 處產生。在層間側位移角 $\theta = 0.0075$ 弧度時，靠近柱面之梁腹板內側在承壓板內側產生些微降伏。在層間側位移角 $\theta = 0.01$ 弧度時，混凝土柱上因撓曲作用而產生的拉力裂縫更加明顯，裂縫長度也明顯增加，且在此時可明確觀察到位於受拉側的梁承壓板與柱面分離。當實驗進行至層間側位移角 $\theta = 0.02$ 弧度時發現，削切鋼板在受到拉力作用下，於柱面兩端產生降伏。在層間側位移角 $\theta = 0.03$ 弧度時，觀察到包覆梁柱接合區外的柱面鋼板因削切鋼板承受拉力而與柱面分離，且削切鋼板近柱面兩側的降伏區域也更加明顯。當層間側移角達 0.04 弧度時，原本在試體 3 東側梁接近柱面的削切鋼板因受壓而產生挫屈的情形，在加裝加勁板後不再發生。在結束層間側位角移達 0.04 弧度後，試體除產生些許降伏外，削切鋼板並無破壞(如圖 3.14 所示)，因此重新再加載一次，直到層間側

位移角達 0.04 弧度時東側梁上部削切鋼板因受拉而產生斷裂。

5、進度

本計畫共規劃五組預力鋼梁與鋼筋混凝土柱的接頭試驗，已於國家地震工程研究中心完成其中四組試驗，另一組試體已於梁柱間施載預力，預定 6 月 3 日進行實驗，實驗數據分析及報告預定於 7 月底前完成。

6.參考文獻

- (1) Chou, C. C., Tsai, K. C., Chen, J. H., Chen, Y. C., and Chuang, S. C. (2005) "Cyclic behavior of post-tensioned steel connections with reduced flange plate and slab." *1st International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, Nagoya, Japan.
- (2) Chou, C. C., Chen, J. H., Chen, Y. C., and Tsai, K. C. (2005). "Experimental and analytical studies of self-centering steel connections." *US-Taiwan Workshop on Self-Centering Structural Systems*, Taipei, Taiwan.
- (3) Chou, C. C., Chen, J. H., and Chen, Y. C. (2004). "Performance evaluation of post-tensioned steel connections for moment-resisting frames." *6th Taiwan-Japan-Korea Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures*, Taiwan.
- (4) Christopoulos, C. Filiatrault, A. Uang, C. M., and Folz, B. (2002). "Posttensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames." *J. Struct. Eng.*, 128(9), 1111-1120.
- (5) Pampanin, S., Priestley, M. J. N., and Sritharan, S. (2000). "Frame direction modeling of the five-story PRESS precast test building." *Rep. NO. SSRP 99/20*, Univ of California, San Diego.
- (6) Pampanin, S., Priestley, M. J. N., and Sritharan, S. (2000). "Press phase 3: the five-story precast test building Vol. 3-4." *Report NO. SSRP-2000/08*, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, La Jolla, CA.
- (7) Priestley, M. J. N. and Tao, J. R. (1993). "Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons." *PCI J.*, 38(1), pp. 58-67.
- (8) Priestley, M., and MacRae, G. (1994). "Seismic tests of precast beam-to-column joint subassemblages with unbonded tendons," *PCI J.*, 41(1), 64-81.
- (9) Ricles, J. M., Sause, R., Garlock, M. M., and Zhao, C. (2001). "Post-tensioned seismic-resistant connections for steel frames." *J. struct. Eng.*, 127(2), 113-121.
- (10) Ricles, J. M., Sause, R., Garlock, M. M., Peng, S. W., and Lu, L. W. (2000). "Experimental studies on post-tensioned seismic resistant connections for steel frames." *Proc., STESSA 2000 Conference*, International Association of Steel Structures in Seismic Areas, Montreal, Canada, 231-238.

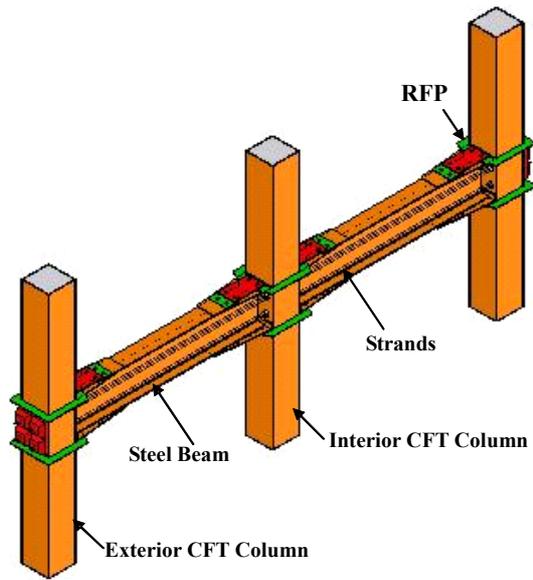


圖 1.1 預力梁柱構架示意圖

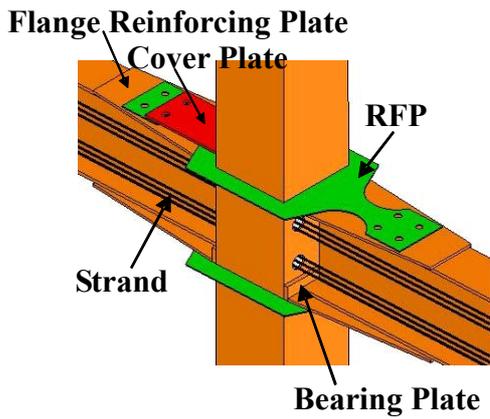


圖 1.2 試體接合細節

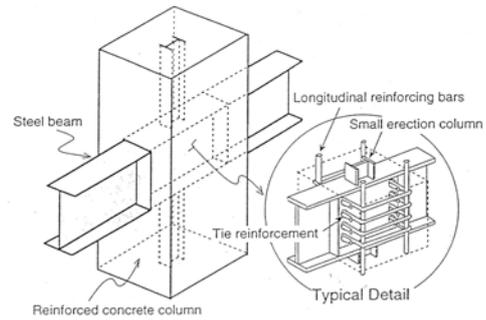


圖 1.3 RCS 接合細節 (Courtesy: Deierlein 1997)

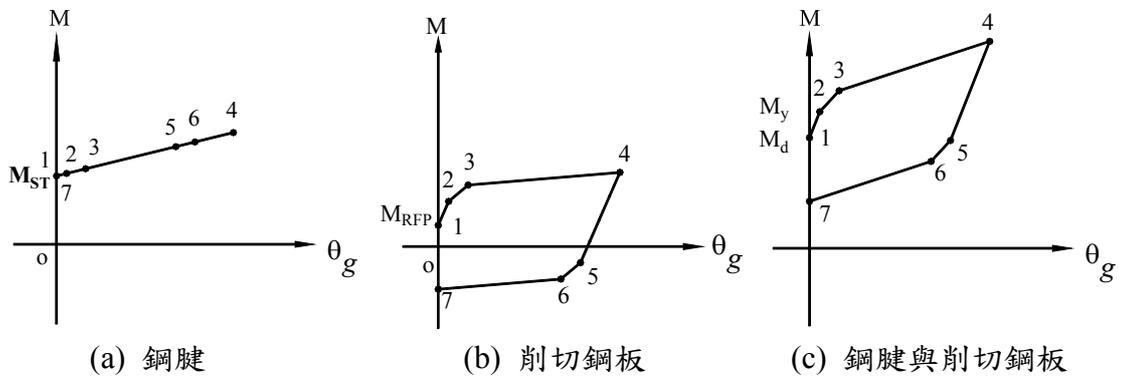


圖 2.1 預力梁柱接頭遲滯迴圈示意圖

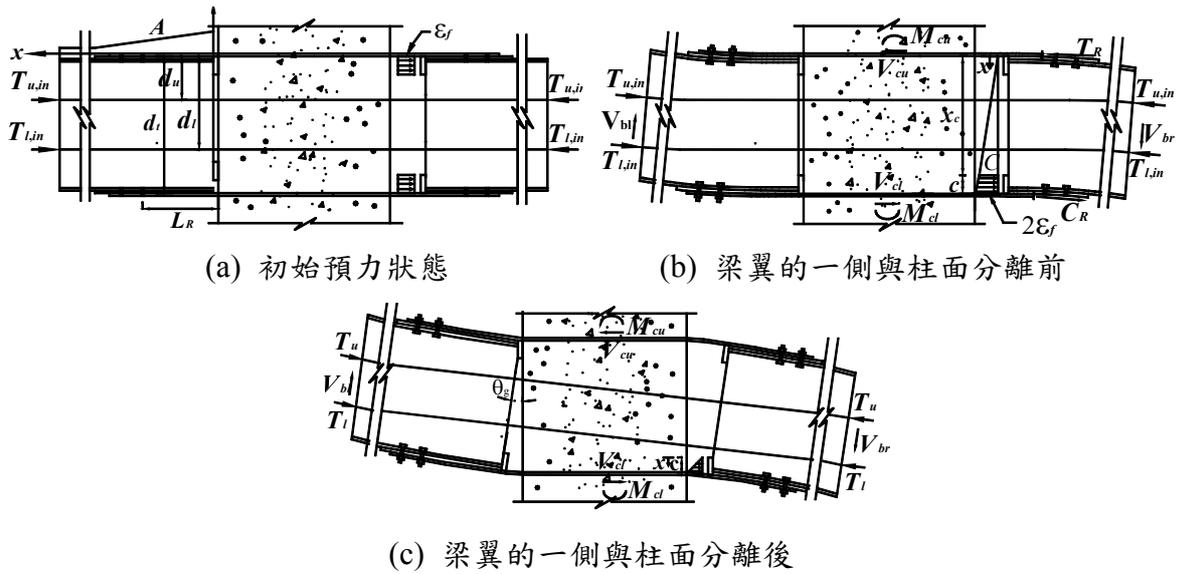


圖 2.2 預力梁柱接頭自由體圖

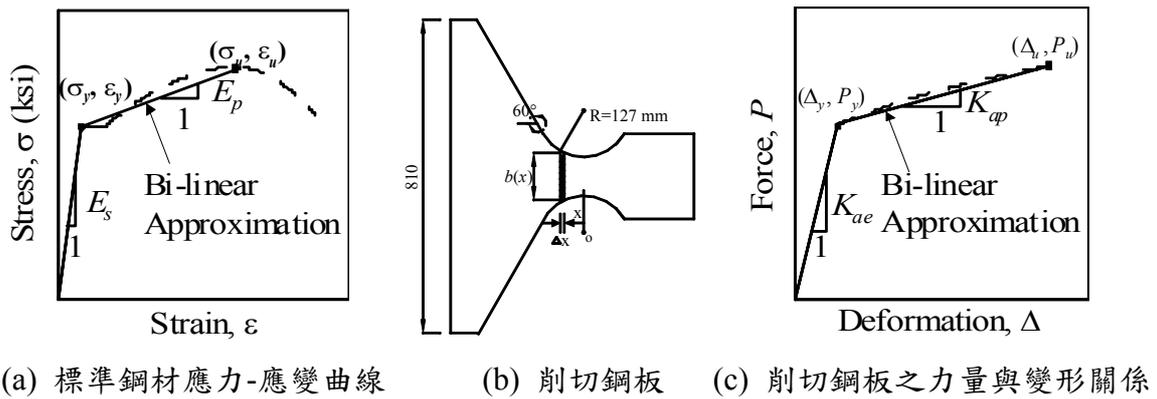


圖 2.3 含削切式消能鋼板力量-位移關係圖

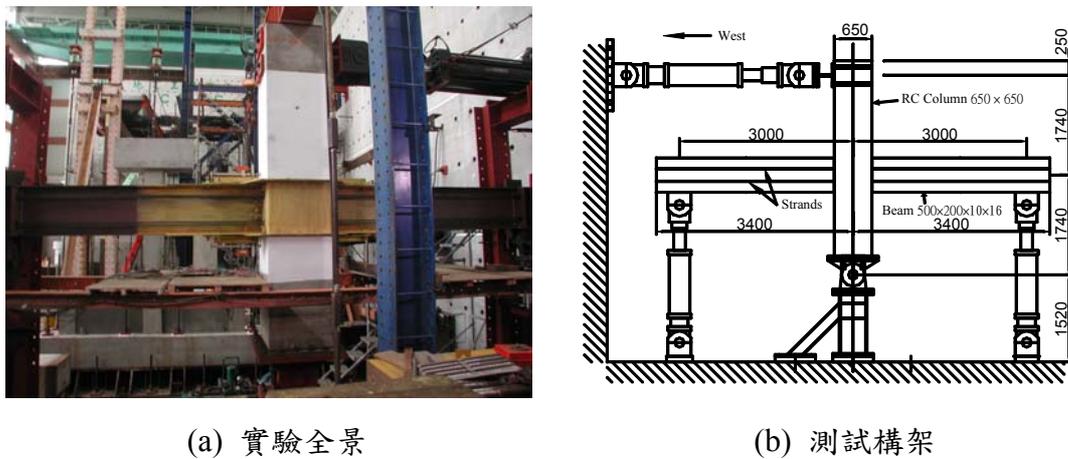
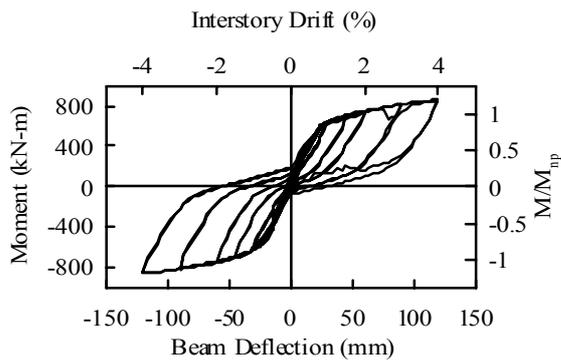
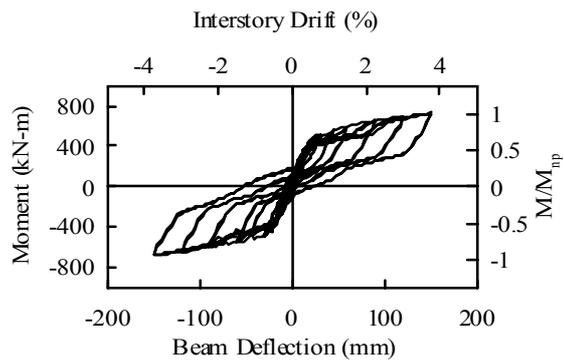


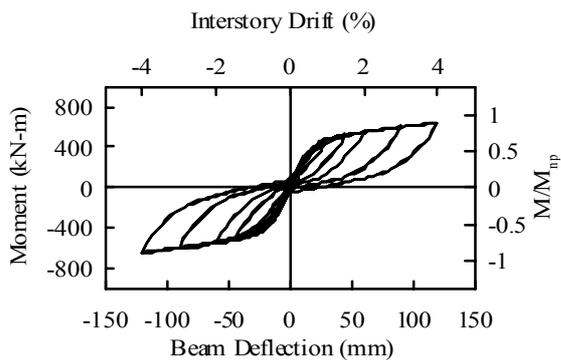
圖 3.1 試體測試構架



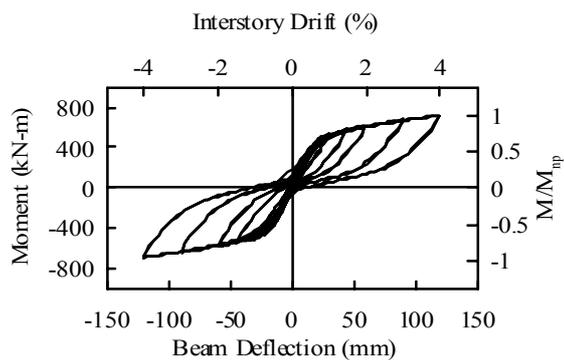
(a) 試體 1



(b) 試體 2



(c) 試體 3



(d) 試體 4

圖 3.2 層間側位移角與彎矩關係



圖 3.3 梁翼板內側降伏

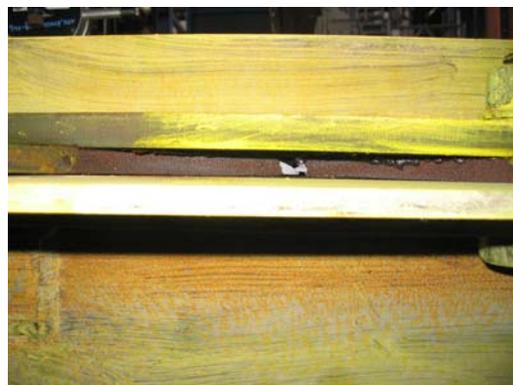


圖 3.4 削切鋼板斷裂(第二次實驗加載)



圖 3.5 試體 2 接頭區

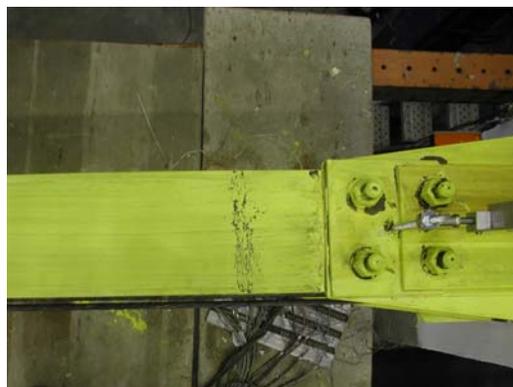


圖 3.6 梁翼板外側降伏



圖 3.7 削切鋼板挫屈



圖 3.8 梁翼板變形



圖 3.9 削切鋼板端部降伏



圖 3.10 削切鋼板端部挫屈



圖 3.11 削切鋼板高模態挫屈



圖 3.12 削切鋼板斷裂



圖 3.13 試體 4 接頭交會區



圖 3.14 試體 4 削切鋼板